

熊本大学学術リポジトリ

Kumamoto University Repository System

Title	外ダイアフラム接合部をもつ実際骨組の耐震設計に関する研究
Author(s)	隋, 偉寧; 大塚, 智子; 山成, 實
Citation	鋼構造年次論文報告集, 16: 87-94
Issue date	2008-11
Type	Conference Paper
URL	http://hdl.handle.net/2298/14869
Right	

外ダイアフラム接合部をもつ実際骨組の耐震設計に関する研究

Discussion on Earthquake Resistant Design of Multi-storied Steel Frame with External Diaphragm Connection

○ 隋偉寧*

大塚智子 **

山成實***

Wei Ning SUI

Tomoko OHTSUKA

Minoru YAMANARI

ABSTRACT In this paper, a study about the method of using external diaphragm connection as earthquake resistant parts in the steel frame was conducted. Twelve multi-storied steel frames with external diaphragm connection were prepared for the numerical study. The external diaphragm connection is dealt as semi-rigid connection. A local deformation occurs at the beam-ends. Without the fracture of the connections, the deformation can absorb a part of total earthquake energy, and better earthquake resistant characteristics can be obtained. On the other hand, this kind of the connection keeps the continuity of the columns at the connection; it can avoid the cutting at the ends of columns under high stress. The using of external diaphragm can change the distribution of the earthquake energy in the frame, and it can realize the damage of the frame only happened at expected place.

Keywords: 外ダイアフラム, 接合部係数, 半剛接合部

External diaphragm, Connection factor, Semi-rigid connection

1. はじめに

本論文は、円形鋼管柱・H形鋼梁を用いた外ダイアフラムをもつ鋼重層骨組の耐震設計に関する研究である。外ダイアフラムの力学的性状を静的及び動的応答解析結果を通して得られる結果に基づいて、骨組の耐震性状の設計法について考察した。

外ダイアフラムをもつ接合部は柱梁仕口部（柱部材と梁部材の境界部）にいわゆる局部変形が生じることが知られている。局部変形が骨組の剛性を低下させるが、仕口が破断しない限り、その局部変形要素は地震エネルギーを吸収することができる。しかし、仕口部の変形特性が明快に説明できないこともあり、骨組に組み込ことが困難である。仕口部の力学的特性を明らかにする必要がある。

また、この形式の接合部は一般に多く使われる通しダイアフラムと比べると通し柱が実現できるので、応力が最も高くなる柱頭及び柱脚部分で柱部材の切断を避けることができる。すなわち、兵

庫県南部地震被害で見られた接合部における溶接部での破断を防ぐことも期待できる。

2. 柱梁仕口に関する設計パラメータ

柱梁仕口の設計には以下の4つのパラメータを用意した。これらは、柱梁仕口と梁部材の耐力と剛性に関する相対的關係から、仕口挙動が骨組挙動へおよぼす影響を調べるのに有用であると考えられる。パラメータの値は文献[1]で示した外ダイアフラムをもつ円形鋼管柱・H形鋼梁骨組の接合部の耐力および剛性に関する推定式により求められる。以下に各パラメータの定義を示す。

2.1 接合部係数

鋼構造の耐震規定[2]で記されている接合部係数 a は、柱梁仕口の最大耐力 $M_{r_{\max}}$ と梁部材の全塑性耐力 M_{p_b} の比で与えられている。本研究の接合部係数は r を用いて、式(1)で表す。

$$r = \frac{M_{r_{\max}}}{M_{p_b}} \quad \dots \dots \quad (1)$$

*工修 熊本大学大学院博士後期課程 自然科学研究科環境共生工学専攻

(〒860-8555 熊本市黒髪2-39-1) 準会員(学生)

** 熊本大学大学院博士前期課程 自然科学研究科建築学専攻 (同上) 準会員(学生)

***工博 熊本大学大学院自然科学研究科准教授 (同上) 第2種正会員

本論文の一部は日本建築学会建築学会大会学術講演梗概集(構造), 2008 に発表

2.2 仕口梁降伏耐力比

半剛接合部の荷重－変形関係は、早期に降伏が起るなだらかな曲線を描くのが一般的である。仕口の降伏耐力 M_{r_y} を無次元化した式(2)で表す r_y を用いる。

$$r_y = \frac{M_{r_y}}{M_{p_b}} \quad \dots \dots \dots (2)$$

2.3 仕口梁初期剛性比

仕口の初期剛性は骨組剛性に影響をおよぼすので、式(3)で表す k_0 を定義する。

$$k_0 = \frac{K_{r_0}}{K_b} \quad \dots \dots \dots (3)$$

ただし、 $K_b = 6EI/\ell$ 、 E は鋼材のヤング係数、 I および ℓ はそれぞれ梁部材の断面2次モーメントおよび実長である。

2.4 仕口の硬化係数

仕口の降伏後の耐力上昇によって、梁部材の降伏が期待できるので、硬化係数に相当する e_t を式(4)で定義する。

$$e_t = \frac{K_{r_2}}{K_{r_0}} \quad \dots \dots \dots (4)$$

3. 実在骨組への外ダイアフラム接合部の組込

川島等は実施設計された12個の実在の鋼重層骨組について柱部材と梁部材の耐力比および剛性比について調査研究^[3,4]を行っており、それらは梁降伏型骨組であると報告している。骨組は柱に角形鋼管を用いた剛接合骨組であるので、ここでは柱部材を円形鋼管に置換え、接合部を外ダイアフラム形式に設計し直した新たな12個の骨組を用意した。骨組の概要を表1に示す。

4. 解析条件

外ダイアフラム柱梁仕口は梁端モーメントに対して回転変形を起こすので、図1に示す回転バネ要素にモデル化した。この復元力特性は文献[1]に示したトリリニア型である。鋼材は全てSS400クラスである。解析には小川が開発した構造解析プログラム club.f^[5]を用いた。解析は一般化ヒンジ法によった。数値実験に先立ち、文献[6]の平面骨組の加力実験結果と有限要素解析結果との比較により、同プログラムによる結果の妥当性を確認した。

5 静的解析

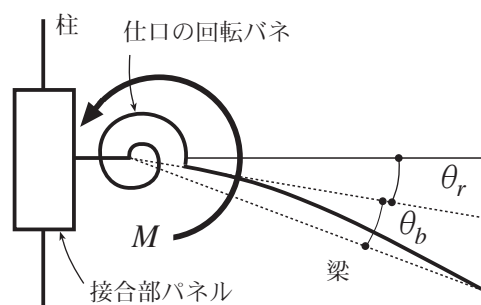


図1 仕口モデル化

5.1 層間変位角の制限の検討

剛接合された骨組に梁端部に回転バネ要素を付加することで骨組水平剛性は低下する。例としてA骨組について解析結果を図2に示す。接合部係数 r を0.9から1.6まで変化させて骨組に設計用地震力を作用させた層間変位角をプロットした結果、骨組の1次設計に課せられる層間変位角の制限値(1/200 rad)を上回るケースが数多く見られたが、緩和規定の1/120 radを超えるのは限られた骨組であった。このように、柱梁仕口の剛性が過度に低下しない限り、骨組設計は可能である。

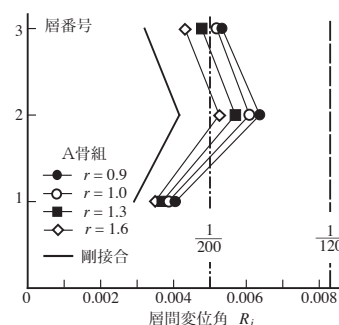


図2 層間変位角

5.2 柱梁剛性比

i 層の床レベルで柱梁剛性比は i 層と $i+1$ 層の柱の弾性剛性の和を梁の弾性剛性で除した値として定義する。結果は表2で示す。半剛接合部を組込んだ骨組の最大層間変位角は剛接合骨組と比べると、骨組によって増加の割合がばらついている。柱梁剛性比の値がそれに影響を与える。柱梁剛性比と最大層間変位角の関係を調べ、その一例を図3に示す。同図の縦軸は接合部係数が1.3のときの半剛接合仕口をもつ骨組の最大層間変位角と剛接合骨組の最大層間変位角を比を取って、無次元化した量である。また、横軸は、前述の定義によって得られる各層の柱梁剛性比である。図3によれば、柱梁仕口の剛性比が約1.5を超えると、骨組の最大層間変位角が剛接合骨組より約1.2倍になる。SS400の鋼材に対して耐震規定中の保有耐力接合を満たすのは i 接合部係数が1.3である。

表1 外ダイアフラム柱梁接合形式の骨組データ

骨組	層	柱	断面寸法 (mm)	梁	断面寸法 (mm)	骨組	層	柱	断面寸法 (mm)	梁	断面寸法 (mm)	
A	3	C1	○-318.5x7.9	B1	H-248x124x5x8	B	3	C1	○-267.4x7	B1	H-248x124x5x8	
	2	C1	○-318.5x7.9	B2	H-298x149x5.5x8		2	C2	○-355.6x12.7	B2	H-446x199x8x12	
	1	C2	○-318.5x10.3	B2	H-298x149x5.5x8		1	C2	○-355.6x12.7	B3	H-496x199x9x14	
C	3	C1	○-508x7.9	B1	H-244x175x7x11	D	3	C1	○-355.6x12.7	B1	H-446x199x8x12	
	2	C2	○-609.6x9.5	B2	H-496x199x9x14		2	C2	○-400x12	B2	H-496x199x9x14	
	1	C3	○-609.6x12	B3	H-596x199x10x15		1	C3	○-406.4x12.7	B3	H-500x200x10x16	
E	3	C1	○-355.6x9.5	B1	H-300x150x6.5x9	F	4	C1	○-400x19	B1	H-294x302x12x12	
	2	C2	○-457.2x12.7	B2	H-500x200x10x16			C2	○-318.5x19			
	1	C3	○-508x12	B3	H-500x200x10x16		3	C1	○-400x19	B2	H-340x250x9x14	
G	4	C1	○-406.4x21.4	B1	H-500x250x9x19			C2	○-318.5x19			
	3	C2	○-298.5x22	B1	H-500x250x9x19		2	C3	○-457.2x19	B3	H-500x250x9x22	
		C1	○-406.4x21.4	B2	H-588x300x12x20			C1	○-400x19			
	2	C1	○-406.4x21.4	B1	H-500x250x9x19			C4	○-508x16			
		C2	○-298.5x22	B3	H-582x300x12x17		1	C5	○-406.4x21.4	B4	H-482x300x11x15	
	1	C1	○-406.4x21.4	B3	H-582x300x12x17			C6	○-558.8x16			
H		C3	○-355.6x20	B4	H-482x300x11x15			C1	○-457.2x12.7	B1	H-298x201x9x14	
	4	C1	○-216.3x8	B1	H-248x124x5x8			C2	○-406.4x12	B2	H-400x200x8x13	
	3	C2	○-216.3x12	B2	H-298x149x5.5x8		6	C1	○-457.2x12.7	B2	H-400x200x8x13	
	2	C3	○-267.4x12.7	B3	H-346x174x6x9		C2	○-406.4x12				
	1	C4	○-318.5x10.3	B3	H-346x174x6x9	5	C1	○-457.2x12.7	B3	H-450x200x9x14		
		C1	○-406.4x12.7					B3	H-450x200x9x14			
I	6	C2	○-457.2x14	B1	H-350x250x9x14	J	4	C1	○-457.2x12.7	B4	H-434x299x10x15	
		C3	○-457.2x19						B4	H-434x299x10x15		
	5	C4	○-457.2x14	B2	H-500x200x10x16				B5	H-488x300x11x18		
			C2	○-457.2x16	B3		H-482x300x11x15	3	C3	○-457.2x19	B4	H-434x299x10x15
			C5	○-508x16						B5	H-488x300x11x18	
	4	C3	○-457.2x19	B4	H-488x300x11x18		2	C4	○-457.2x22	B6	H-588x300x12x20	
			C5	○-508x16					B5	H-488x300x11x18		
			C6	○-508x19			1	C4	○-457.2x22	B6	H-588x300x12x20	
	K	3	C6	○-508x19	B4	H-488x300x11x18		9	C1	○-355.6x12.7	B1	H-200x204x12x12
			C7	○-609.6x16	B5	H-582x300x12x17			C9	○-500x12		
		2	C8	○-550x19	B5	H-582x300x12x17		8	C2	○-406.4x12.7	B2	H-298x201x9x14
				C7	○-609.6x16	B6		H-588x300x12x20		C9	○-500x12	
			C6	○-609.6x16	B7	H-692x300x13x20		7	C3	○-457.2x12.7	B3	H-298x201x9x14
L		9	C1	○-400x12	B1	H-340x250x9x14			C9	○-500x12		
	8	C2	○-400x16	B2	H-386x299x9x14	6		C3	○-457.2x12.7	B4	H-336x249x8x12	
	7	C3	○-400x19	B3	H-440x300x11x18			C4	○-558.8x12.7			
	6	C4	○-400x19	B4	H-434x299x10x15	5		C4	○-558.8x12.7	B5	H-340x250x9x14	
	5	C5	○-500x19	B5	H-482x300x11x15			C5	○-550x16			
	4	C6	○-500x22	B6	H-500x300x12x15	4		C5	○-550x16	B6	H-386x299x9x14	
	3	C7	○-550x19	B7	H-500x300x12x15			C10	○-558.8x16			
	2	C8	○-600x19	B8	H-582x300x12x17	3	C6	○-558.8x16	B7	H-386x299x9x14		
	1	C9	○-700x19	B9	H-582x300x12x17		C7	○-600x16				
						2	C7	○-600x16	B8	H-344x348x10x16		
							C11	○-600x19				
						1	C8	○-660.4x19	B9	H-344x348x10x16		
						C12	○-700x19					

6. 柱梁仕口と梁部材の両方が降伏する条件

柱梁仕口と梁部材はそれぞれの降伏耐力や最大耐力を有しており、外力の上昇に伴ってどちらかを先に降伏する。弾塑性挙動の中で双方とも降伏することでバランス良くエネルギー吸収が実現できれば、効率良い設計であると考えよう。ここでは、骨組の頂部水平変位が骨組高さの 1/50 に達するまでに仕口・梁部材共に降伏するための条件を以下に示す。

6.1 仕口降伏先行の場合 ($r_y \leq 1.0$)

図4(a)は、梁部材より先に仕口が降伏し、降伏後の耐力上昇で梁部材も降伏する様子を示している。上記の条件を満足する式は、式(5)で与えられ

る。

$$r_y \geq \frac{e_t}{1 - e_t} \left(\frac{1}{e_t} + k_0 - 0.02 k_0 \frac{K_b}{M_{p_b}} \right) \quad (5)$$

図5(a)は、ある設計された柱梁仕口に対する式(5)の下限境界面である。

6.2 梁降伏先行の場合 ($r_y > 1.0$)

$$r_y \leq \frac{0.02 \frac{K_b}{M_{p_b}} k_0 + \frac{1 - \mu}{\mu} k_0}{\frac{k_0}{\mu} + 1} \dots \dots (6)$$

表2 柱梁剛性比

	層番号								
	9	8	7	6	5	4	3	2	1
A骨組							2.31	2.70	2.69
B骨組							2.36	1.75	1.94
C骨組							8.67	4.46	3.73
D骨組							1.25	2.09	2.23
E骨組							3.07	2.22	2.98
F骨組						3.00	5.05	2.41	3.02
G骨組						3.62	2.58	3.07	2.67
H骨組						2.02	1.96	2.45	3.34
I骨組				2.49	2.93	2.68	2.88	2.79	2.99
J骨組			3.06	4.50	3.65	3.39	3.16	2.87	2.62
K骨組	5.40	4.41	5.87	5.34	5.76	5.17	5.70	6.30	6.94
L骨組	2.36	3.72	2.96	3.73	3.92	4.72	5.24	4.50	4.87

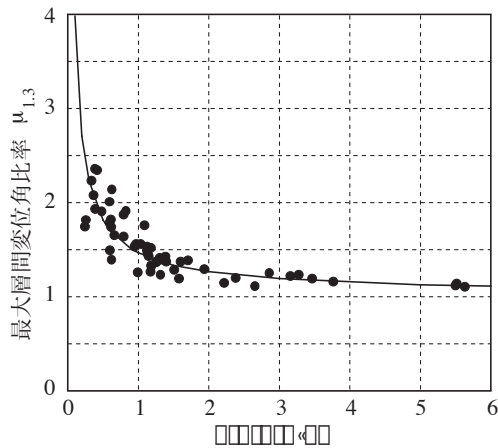


図3 最大層間変位角の変化

図4(b)は、梁降伏が先行する場合の荷重－変形関係である。本研究では、梁部材のひずみ硬化係数 μ を0.02と定めた。図5(b)は、ある設計された柱梁仕口に対する式(6)の上限境界面である。

7. 実在骨組から導かれた柱梁仕口の設計要件

全ての骨組の設計された外ダイアフラム接合部について、接合部係数 r を1.3とした場合、仕口と梁部材の両方が $1/50$ radの変形限界までに降伏するための下限値(曲面上の値)を調べると、図6が得られた。過度に低い値も見られるが、仕口の硬

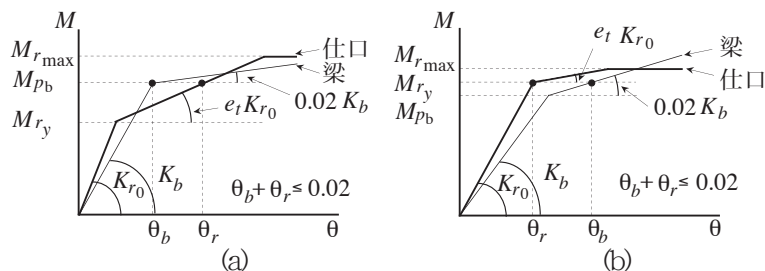


図4 仕口と梁部材の降伏順序のパターン

化係数が高ければ有効であるという結果も含まれている。これらの r_y の下限値の平均値は約85%であった。

一方、接合部係数 r が1.3のときの仕口の弾塑性耐力および弾塑性剛性の推定式によって求めた値で、図5(a),図5(b)の2つの境界面に挟まれる、すなわち前述の上下限值に挟まれる接合部の r_y を調べると、図7が得られた。これには梁降伏先行の骨組の結果も含まれているが、平均値として約96%が得られた。このようにして、仕口と梁部材が両方とも降伏する要件を満たす結果が得られた。

8. 動的解析条件

静的解析の最大層間変位角が現在の耐震規定満足した上で、外ダイアフラムをもつ半剛接合骨組の動的応答も調べた。

解析骨組は前に述べた12個の骨組を用いた。骨組の地震応答解析は小川が開発した任意形平面骨組の非線形解析プログラムclub.f^[5]を用いている。

地震応答解析における数値積分にはNewmark- β ($\beta = 1/4$)によるとし、時間増分は 0.002 sとした。また、骨組の減衰特性はRayleigh型とし、減衰定数を2%とした。

入力地震データは表3に示す3種類であり、地震の強さを 0.5 m/sに調整した。地震継続時間は表3に示す。

柱梁部材の弾塑性応答には部材端のみが塑性化する一般化ヒンジ法を用いた。なお、梁部材と局部変形バネは直列バネとして扱っている。

8.1 最大層間変位角

静的弾塑性解析によって導かれた、仕口の降伏耐力と骨組の層間変位角の関係から仕口の設計耐力の低下に伴って剛性も低下し層間変位角は増大することがわかる。文献[7]では、梁端部に回転バネをもつ魚骨型骨組を用いた地震応答解析を行った結果、上記の静的解析結果と異なり、最大層間変位角は仕口の耐力低下にも拘らず増大しない傾向を得ている。

本報告においても同様に現実的な骨組について柱梁仕口の耐力を変化させた12個の骨組の最大層間変位を調べてみた。図8はD骨組の結果である。同図は、仕口の接合部係数 r ^[4]を変数に取り、各層の最大変位角を左右の変位を区別してプロットしたも

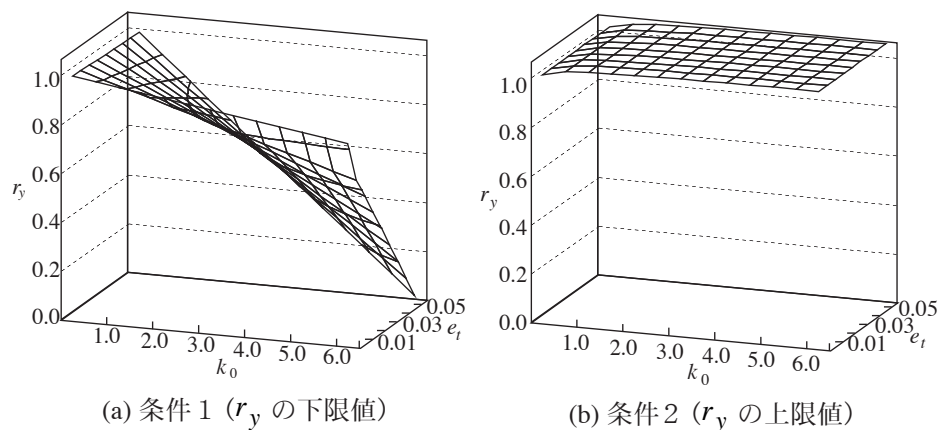


図5 仕口降伏の限界曲面

のである。 r が減少すると最大層間変位が増大するのではなく、むしろ減少する結果が得られたケースである。これは特殊なケースでなく、他の多くの骨組においても同様の結果が得られ、文献[5]の結論を支持している。例として、D骨組の結果を図9を示す。同図は左右

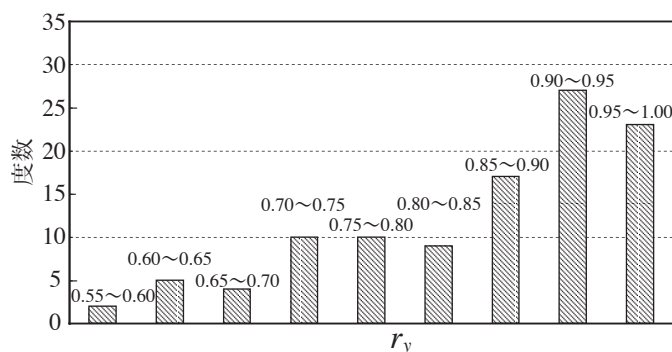


図6 設計された仕口の限界降伏比の度数分布

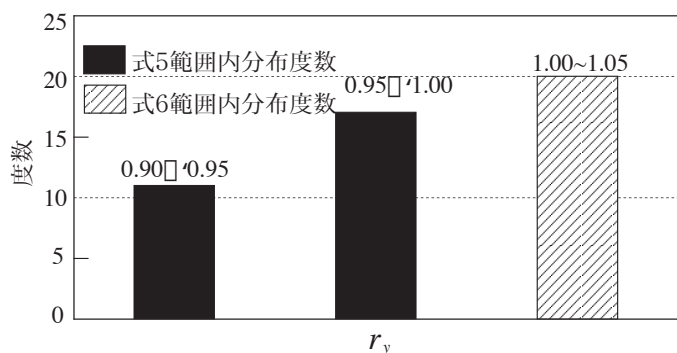


図7 設計された仕口の適正降伏比の度数分布

表3 入力地震動

入力地震波	最大加速度 cm/s ²	最大速度 cm/s	継続時間 s
El Centro NS	511	50	30
Taft EW	497	50	30
NTT NS	190	50	20

の最大層間変位角を区別せずに骨組全体の中で最大の応答値を r についてプロットしたものである。同図から分るように3種類の地震波に対してしかいえないことであるが、柱梁仕口が保有耐力接合された場合の結果と比べて、そうでない場合は最大層間変位に関しては弱い接合部を設計しても悪い応答を示すことはない。

最大層間変位角に影響するもう一つの原因は固有周期の変化である。仕口梁剛性比 k_0 と接合部係数 r の関係を図10に示す。接合部係数が小さくなるにつれて、仕口梁剛性比が減少し、それによって固有周期も伸びる。

12個の骨組の固有周期について調べた結果、接合部係数が0.7の骨組は剛接合骨組に比べる

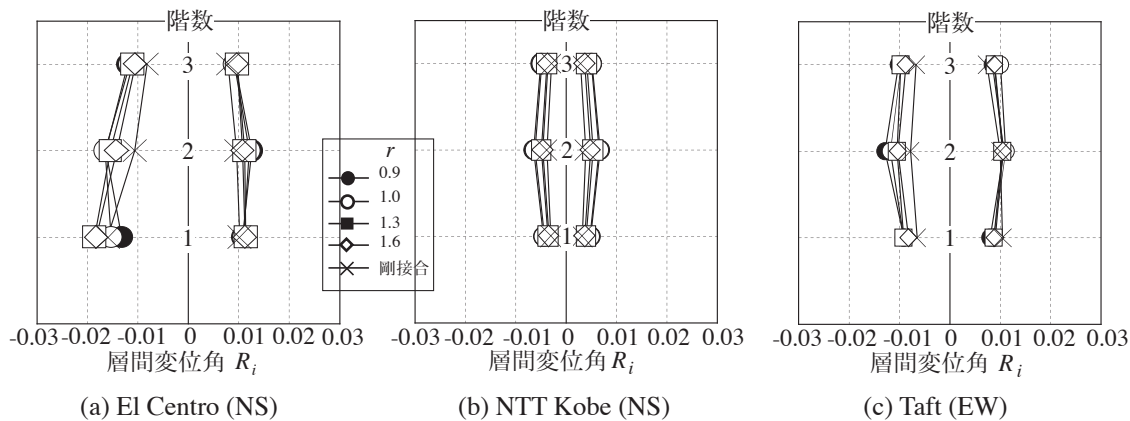


図8 各層の最大層間変位角 (D骨組)

と固有周期が約0.2秒から約0.5秒まで増加する。

図11はD骨組の接合部係数の変化と固有周期の変化範囲である。図中 T_R は剛接合骨組、 $T_{0.7}$ は接合部係数が0.7の骨組の固有周期である。本研究で扱った他の接合部係数の固有周期は T_R と $T_{0.7}$ この2つの実線の間にある。陰の部分には接合部係数が1.3以上の半剛接合部もつ骨組の固有周期の範囲である。図9と図11から、入力エネルギーが変化しても、最大層間変形角への影響が少ないことがわかる。12個の実在骨組の中には半剛接合部をもつ骨組の入力エネルギーが剛接合部もつ骨組より大きく、逆に最大層間変位角が小さいケースもある。これらの性状から、接合部係数の変化及び剛接合部から半剛接合部へ変化することで起こった固有周期の変化は最大層間変位角には顕著な影響がない。

9. 骨組の累積ひずみエネルギー

骨組を構成する部材の種類毎の累積ひずみエネルギーと分担率を調べてみることで、骨組のバランスの良い塑性化を考察することができる。骨組の累積ひずみエネルギーは式(7)で求められる。

$$\int_0^t \left\{ \dot{u}(t) \right\}^T \left\{ p(t) \right\} dt \quad (7)$$

ただし、 $\dot{u}(t)$ および $p(t)$ は時刻 t における部材端変位速度および部材端力である。

各部材種別の累積ひずみエネルギーを同様に求めることができるので、式(7)の値に対するそれらの比を分担率と定める。なお、地震動終了時の値を用いて考察する。12個の骨組の構成部材種別毎の累積エネルギー分担率を調べると、以下の5つのパターンに分類できた。El Centro NS地震波を用

いた地震応答の累積ひずみエネルギーと累積ひずみエネルギーの分担率を例として、図12で纏める。なお、同図中の横軸にある R は剛接合を意味する。

A 骨組を代表する梁降伏タイプ。剛接合部もつ骨組の梁が80%以上のエネルギーを吸収する。柱梁仕口が保有耐力接合を満足しなくなると、80%の以上のエネルギーを仕口が負担する。これらの骨組は柱梁剛性比が2以上として設計されている。

D 骨組を代表する柱降伏タイプ。これらの骨組は柱梁耐力比が比較的小さい骨組である。剛接合の場合は柱が80%以上のエネルギーを吸収し、余り良いエネルギー応答は見られない。接合部係数が1.1のとき、接合部（仕口と接合部パネル）の吸収エネルギーが総吸収エネルギーの30%になり、

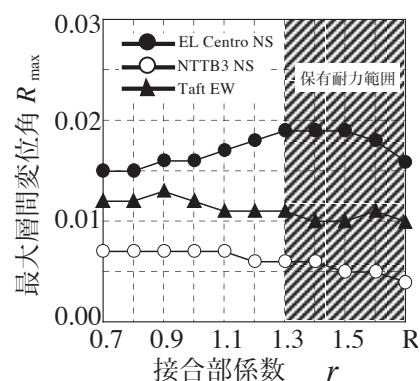


図9 最大層間変位角と接合部耐力 (D骨組)

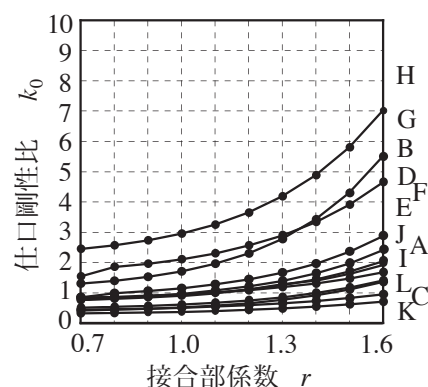


図10 仕口の耐力と剛性の関係

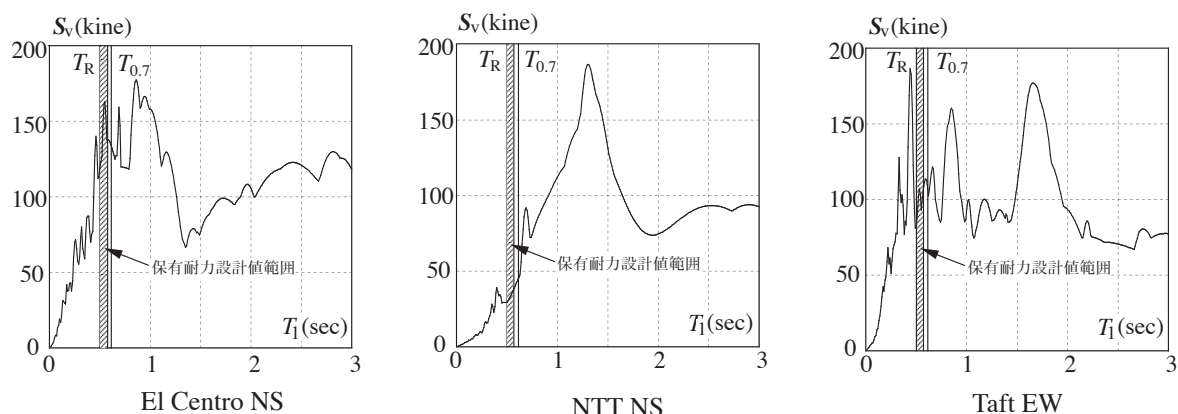


図11 接合部係数の変化と固有周期の関係

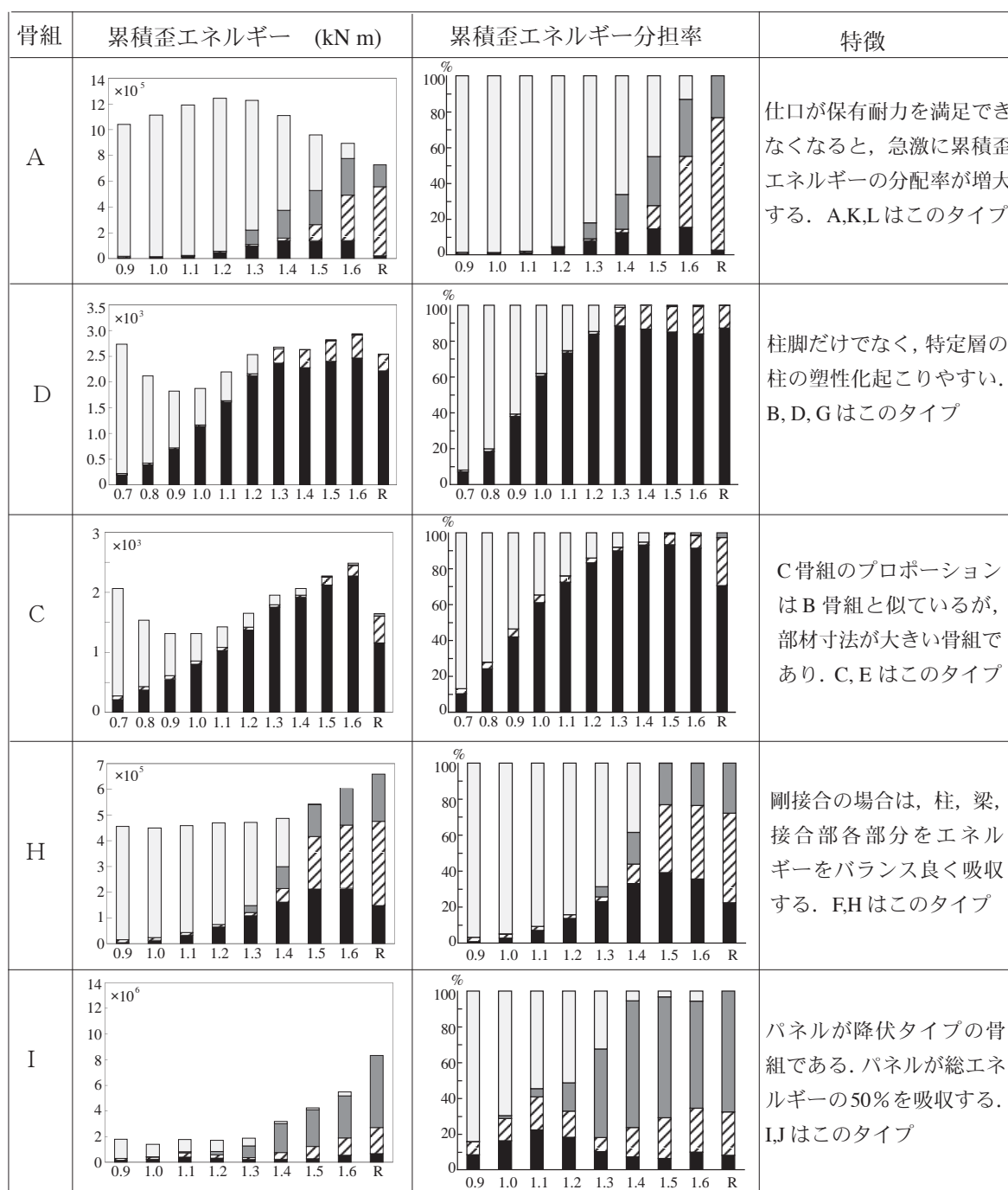


図12 各構成部分の累積歪エネルギー及び分担率

柱梁仕口 梁部材
 接合部パネル 柱部材

柱の負担を緩和する効果が生まれる。

J骨組を代表するタイプは接合部パネルがエネルギー吸収に極めて大きく貢献する、接合部パネル降伏タイプである。これらの骨組は、骨組の高さと長さの比が小さく、すなわち横長の骨組であるためせん断型の応答になる。また梁せいが低く設計されているため、接合部パネルのプロポーションが縦長でなくなり、せん断降伏し易くなる。

C骨組を代表する柱脚降伏タイプ。他の部材と比べると、柱脚が早期に降伏し始め、エネルギーが柱脚によって吸収される。柱降伏タイプと同じ、接合部係数が1.0～1.1のとき、接合部の吸収エネルギーが総吸収エネルギーの30%になる。ただし、このタイプは、柱梁剛性比と関係ない。

H骨組を代表するバランス良好タイプ。柱、梁、接合部各部分でエネルギーをバランス良く吸収す

る、剛接合の場合は、接合部パネルが30%のエネルギーを吸収する。パネを組込むことによって、梁とパネルの吸収エネルギーの分担率が減少し、接合部係数が約1.4で、パネの吸収エネルギーが総エネルギーの30%になる。なお、接合部係数の値は柱梁耐力比及び仕口梁降伏耐力によって変化する。

10. 吸収エネルギーバランスの改善例

B 骨組は柱の累積歪エネルギーを全歪エネルギーを占める割合が大きいため、余り良いエネルギー応答は見られない。接合部係数 r を変化させて骨組内の構成部材が吸収するひずみエネルギー分担量を調べることで、仕口の適正な強度を設定することができれば、バランス良くエネルギー吸収する骨組設計が可能となる。ここでバランスが良いとは、特定の構造材種に損傷を集中させずに、全ての構成部材種がほぼ均等にエネルギー吸収を分担することを指すとする。

図13はB骨組について構成部材種別のエネルギー分担率を接合部係数の変化に応じた結果を図示したものである。

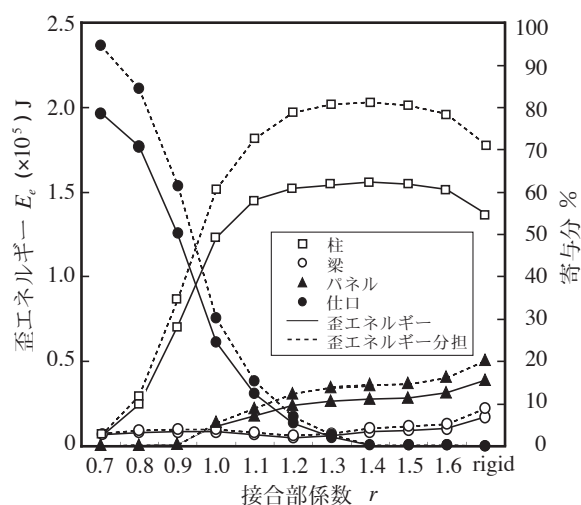


図13 累積歪エネルギーの寄与分

11. おわりに

実施設計された鋼重層平面骨組に外ダイアフラム柱梁仕口を適用し、仕口の強度と骨組の変形特性の関係を静的及び動的解析を用いた数値実験によって調べた。以下にその知見をまとめる。

1) 半剛接合骨組の静的および動的応答解析結果から最大層間変位について検討した。柱梁仕口の

耐力が低下するにつれて、静的解析の最大層間変位角は増加する当然の結果を得た。一方、動的応答については、最大層間変位は必ずしも変位応答が増大せず、むしろ良好な結果が得られた。

2) 梁部材と柱梁仕口の両者を降伏させる設計を実現する仕口の降伏耐力の下限値を求めた。その結果、接合部係数 r が1.3（保有耐力接合）のときの、12個の実在骨組の仕口梁降伏耐力比の下限値は平均値として約85%が得られた。この内の条件を満足できないデータを除く、接合部係数 r が1.3のときの実在骨組の設計された仕口の仕口梁降伏耐力比は概ね96%であった。

3) 累積ひずみエネルギーの評価から、柱梁仕口は骨組のエネルギー吸収に与える影響を5つのパターンが見られる。

4) 柱梁仕口の耐力の調整は歪エネルギーの吸収バランスを調整することができる。

謝辞 本研究は、(社)日本鋼構造協会より平成18年度鋼構造研究助成を受けた。ここに謝意を表す。

参考文献

- [1] 隋偉寧, 山成實: 軸圧縮力と水平力を受ける外ダイアフラム仕口の力学的特性評価, 鋼構造論文集, 第54号, pp.17-25, 2007.6
- [2] 2007年度版建築物の構造関係技術基準解説書, 国土交通省他監修, pp.589-593, 2007.8
- [3] 川島敏夫, 友澤悟史, 小川厚治: 鋼構造骨組における柱梁耐力比及び柱梁剛性比の調査 (その1 調査概要と柱梁剛性比の検討), 日本建築学会九州支部研究報告, 第45号, pp.485-488, 2007.3
- [4] 友澤悟史, 川島敏夫, 小川厚治: 鋼構造骨組における柱梁耐力比及び柱梁剛性比の調査 (その2 柱梁耐力比の検討), 日本建築学会九州支部研究報告, 第45号, pp.485-488, 2007.3
- [5] 小川厚治: 梁降伏先行鋼構造ラーメン骨組の地震応答性状の解明に関する基礎的研究, 平成17年度~平成18年度科学研究費補助金(基盤研究(C))研究成果報告書, 2007.3
- [6] W. Sui, M. Yamanari, Characteristics of 3-D Steel Subassemblages with External Diaphragm under Bi-axial Lateral Force, Proc. of 3rd International Symposium on Steel Structures, Vol. 2, pp.983-994, 2005.3
- [7] 藤田芳治, 山成實, 小川厚治, 黒羽啓明: 半剛接鋼骨組の柱梁仕口の強度と剛性が骨組の動的応答に与える影響, 日本建築学会中国・九州支部研究報告集, 第9号, pp.433-436, 1993.3